

APPLICATIONS DES RECOMMANDATIONS ICOMOS SUR LA CONSERVATION DE STRUCTURES ANCIENNES: DE L'ELEMENT CONSTRUCTIF A LA STRUCTURE GLOBALE



P.B. LOURENÇO

Professor

Univ. do Minho

Guimarães, Portugal

pbl@civil.uminho.pt

www.civil.uminho.pt/masonry

Traduit au français par Francisco Fernandes

RÉSUMÉ

L'intérêt de la communauté technique dans la conservation et la réhabilitation du patrimoine construit de valeur culturelle a augmenté énormément dans les dernières années. Des développements très significatifs se sont effectivement produits à l'égard de la capacité d'essais expérimentaux et simulations numériques sur le patrimoine et monuments historiques. Telles avances résultent d'une croissante prise de conscience de la part de la société concernant la nécessité de conservation de ce patrimoine, simultanément avec l'évidente importance culturelle et économique de cette activité. L'absence de normalisation pour déréglementer l'intervention dans ces structures rend difficile de forme évidente les interventions par lesquelles s'introduisent les recommandations ICOMOS récemment approuvées.

1. INTRODUCTION

Des recommandations pour l'Analyse, la Conservation et la Restauration Structurale du Patrimoine Architectural ont été récemment approuvés par l'ICOMOS [1]. Ces recommandations se destinent à être utiles pour tous les impliqués dans les problèmes de conservation et restauration, et non exclusivement à la vaste communauté d'ingénieurs. Un message sous-jacent, probablement inconsciemment, est que tous les impliqués dans la conservation historique doivent reconnaître la contribution de l'ingénieur. En général, l'avis de l'ingénieur tend à être considéré comme quelque chose qui vient à la fin du projet, après que les décisions ait déjà été prises, quand il est évident que c'est généralement possible d'arriver à une meilleure solution à travers d'une contribution initiale de l'ingénieur.

Un sujet rapporté avec ce thème est que l'ingénierie "de conservation" doit avoir un abordage et une capacité différents des utilisées dans le calcul de structures nouvelles. Fréquemment, les matériaux traditionnels sont endommagés ou détruits par des ingénieurs qui ne reconnaissent pas ce fait, avec l'accord des autorités et autres experts engagés. D'ailleurs il se vérifie que, même quand sont employées les techniques de conservation ajustées, existe la tendance des entités régulatrices et des ingénieurs de venir exiger que les structures soient conformément aux règlements actuels. Cette situation est beaucoup de fois inacceptable, vu que ces règlements ont été écrits en ayant à l'esprit autres formes de construction, et donc, son application dans des matériaux, technologies et formes traditionnelles qui appartiennent à des structures existantes est excessivement conservateur. La nécessité de reconnaître la différence entre le projet moderne et la conservation est aussi importante dans le contexte des coûts associés à la contribution de l'ingénierie. La procédure habituelle de calcul d'honoraires d'ingénierie, comme un pourcentage du travail réalisé, est clairement en opposition avec la meilleure pratique de conservation, vu que, idéalement, toute intervention structurelle devrait être évitée. Être capable de recommander de ne prendre aucune mesure peut, en réalité, exiger plus d'études et de coûts réels qu'une recommandation pour une grande intervention.

Les procédures des interventions modernes exigent une enquête soignée de la structure, ainsi que de la compréhension de leur histoire. Une structure traditionnelle est le résultat de la conception et de la construction originale, des diverses modifications délibérément réalisées et de la détérioration due au temps et aux événements exceptionnels. Le travail de l'ingénieur dans les bâtiments anciens doit tenir en compte que beaucoup de l'effort dépensé dans la compréhension de l'état actuel a besoin de la compréhension du processus historique. L'ingénieur, impliqué depuis le début du processus qui conduira à l'intervention, peut non seulement avoir des questions qui peuvent facilement être répondues par des archéologues ou des historiens d'art, mais peut aussi être capable de fournir des explications pour les informations qui sont en train d'être révélées par l'étude historique. Ainsi, un premier objectif de cette communication est de faire ressortir le rôle de l'ingénieur dans la conservation de structures anciennes et la nécessité d'un ingénieur, spécialiste dans ce secteur, d'être impliqué depuis le début dans l'équipe d'experts associés au processus.

Les structures du patrimoine architectural, dû à leur nature et à l'histoire (des matériaux et de sa liaison), représentent des défis dans la conservation, le diagnostic, l'analyse, la surveillance et le renforcement qui empêchent l'application de normes légales et les codes de construction actuels. Les recommandations sont alors souhaitables et nécessaires, afin d'assurer des méthodes rationnelles d'analyse et d'intervention qui prennent en considération le contexte culturel. Les recommandations ICOMOS [1] contiennent des Principes, où sont présentés les concepts fondamentaux de conservation, et un Guide, où sont discutées les règles et la méthodologie que le concepteur doit suivre. La méthodologie recommandée est présentée de forme simplifiée dans la Figure 1, où est faite ressortir la nécessité d'adopter un processus itératif, entre les étapes d'acquisition de données, comportement structurel, et diagnostic et sécurité. Des informations plus détaillées concernant des techniques spécifiques peuvent être trouvées dans d'autres publications, voir [2-4]. Par ailleurs, commencent à être graduellement disponibles les Normes et Prénormes, voir [5-7], au moins en ce qui concerne la réhabilitation sismique, qui est habituellement une des plus grandes préoccupations de la communauté technique. Un second objectif de la présente communication est d'affirmer qu'il existe actuellement des outils et de la connaissance dans le marché, avec une capacité extraordinairement élevée. Dans ce contexte, l'utilisation d'une méthodologie appropriée telle que celle qui a été proposée récemment par l'ICOMOS permet la définition des meilleures formes d'intervention sur un cas d'étude réel. Ainsi, sont présentés, de forme très résumée, des cas d'étude qui peuvent servir de réflexion sur la possibilité d'utilisation de la méthodologie moderne.

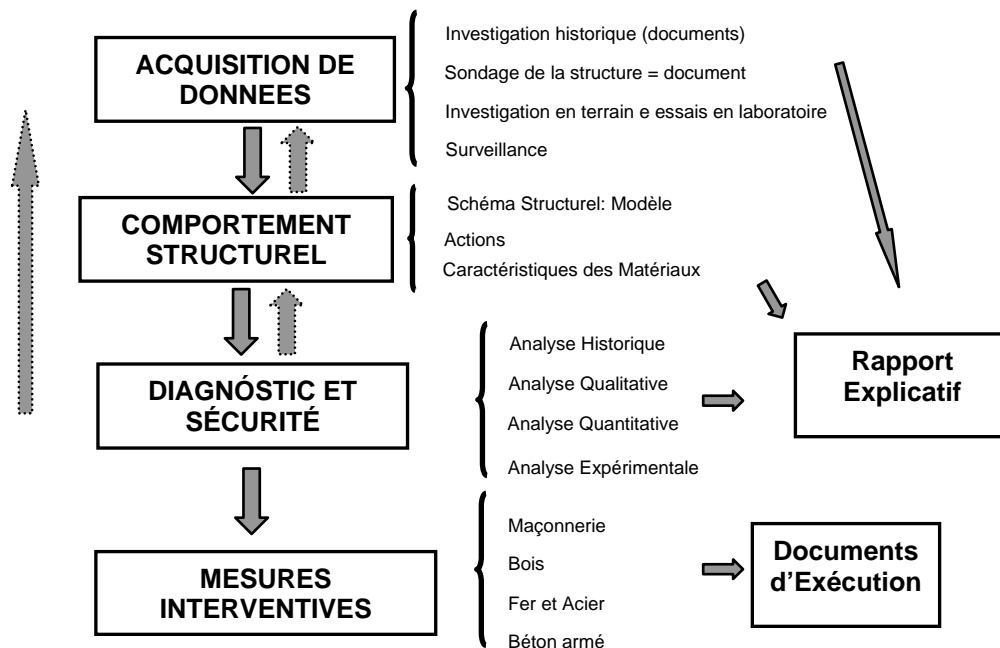


Figure 1: Organigramme avec la méthodologie pour les interventions structurelles de l'ICOMOS [1]

2. SUR LES TECHNIQUES EXPERIMENTALES ET NUMERIQUES

L'analyse de constructions anciennes est un grand défi dû à la complexité de sa géométrie, la variation des propriétés des matériaux traditionnels, aux différentes techniques de construction, à l'inexistence de connaissance à propos des dommages provoqué par des actions qui affectent la construction durant sa vie utile et le manque de normes applicables. À ajouter à cela, existent des limitations significatives relativement à l'extraction de corps de preuves dans les édifices de grande valeur culturel, et les haut coûts inhérents à l'inspection et diagnostic résultent, fréquemment, en information limitée sur la constitution interne des systèmes de construction et sur les propriétés des matériaux existants. Ces aspects ont besoin de techniciens que combinent connaissance de pointe avec de la sensibilité structurelle, assumant un

abordage appliquée, humble et avec la durée adéquate (habituellement le temps nécessaire pour l'analyse, intériorisation et diagnostique est considérable). Néanmoins, il faut faire ressortir que, dans les dernières décennies, il y eu des avances très significatives dans la caractérisation expérimentale et dans des outils pour analyse numérique [8] et diagnostic de structures anciennes, voir les Figures 2 à 4.



Figure 2: Exemples de caractérisation expérimentale et ruine de structures anciennes dans l'Université du Minho: (a) pierre soumise à compression uni-axiale; (b) maçonnerie soumise à compression uni-axiale; (c) arrachement en maçonnerie renforcée avec FRP; (d) parois composée de pierre en compression et parois soumise au cisaillement; (e) liaison traditionnelle en chêne; (f) poutres en bois ancien.

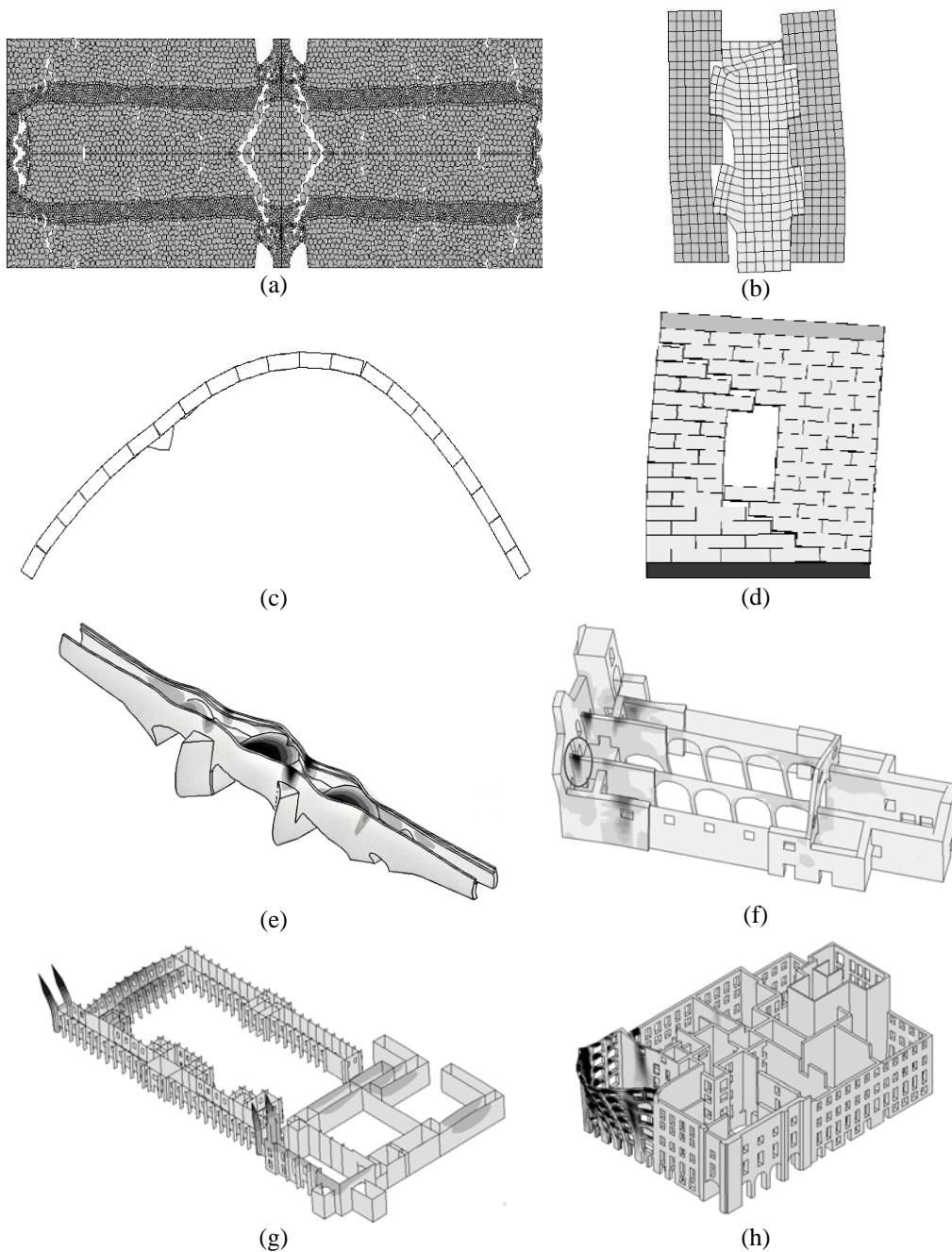


Figure 2: Exemples de simulations numériques dans l'Université du Minho: (a) maçonnerie à la compression; (b) parois composée; (c) délaminage en arcs renforcés avec FRP; (d) parois soumise au cisaillement; (e) pont de Donim (Guimarães); (f) Église de São Francisco (Horta); (g) Monastère des Jerónimos (Lisboa); (h) baixa Pombalina (Lisboa).

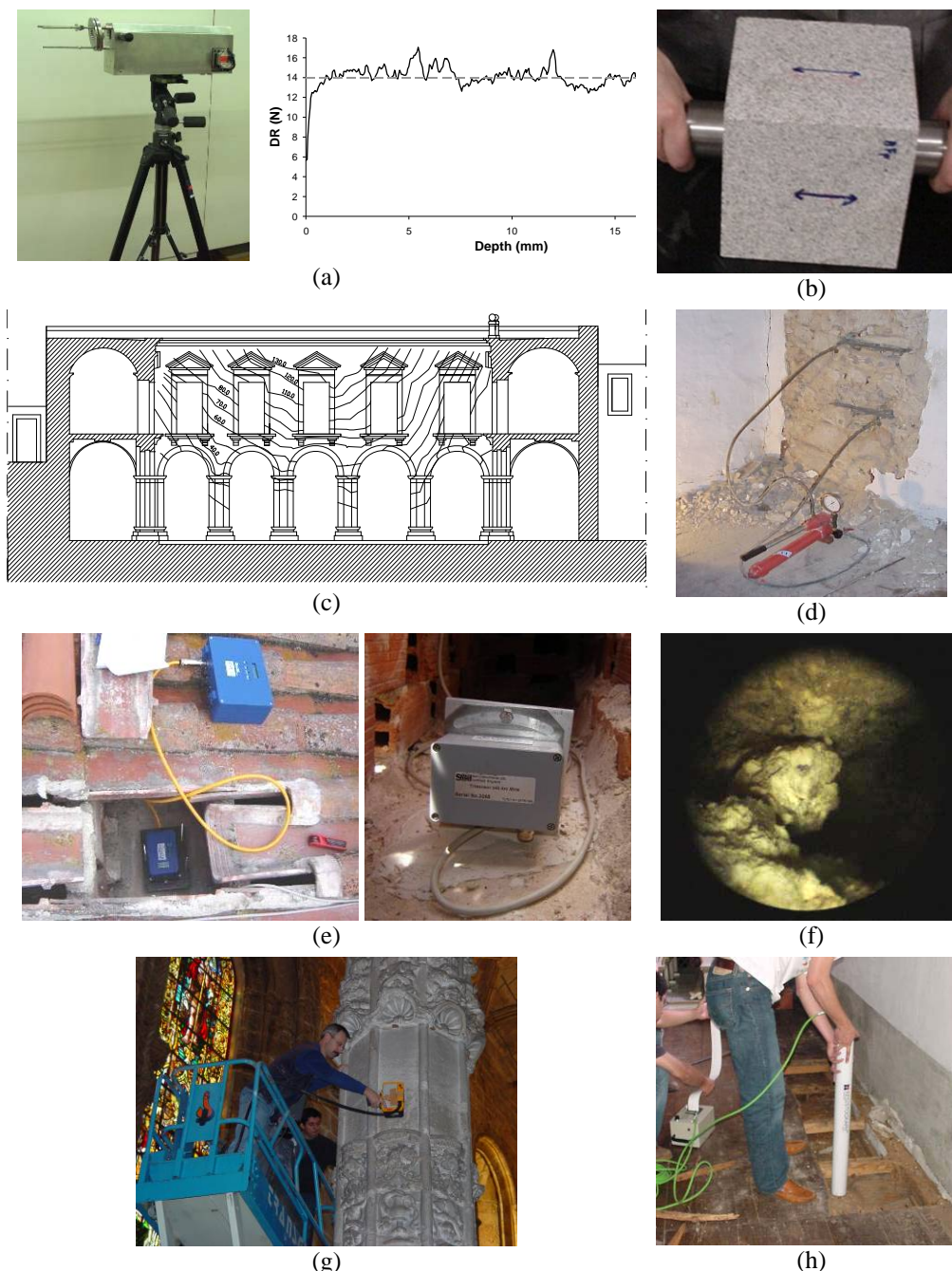


Figure 3: Exemples d'essais non destructifs réalisés par l'Université du Minho: (a) micro perforation en brique, pierre et mortier; (b) essais soniques et ultrasoniques; (c) déformation de parois; (d) flat-jack; (e) surveillance et identification dynamique; (f) vision intérieure/camera boroscopique; (g) georadar; (h) micro perforation en bois.

3. CAS D'ÉTUDE DE RENFORT STRUCTUREL

De suite sont présentés, quelques cas d'étude sélectionnés, illustrant l'absence d'intervention, passant par des interventions rapides dans des éléments structurels sélectionnés, et en concluant avec une intervention globale dans la structure.

3.1. Plancher de la C.M. de Arcos de Valdevez

Dans ce cas se prétendait vérifier la sécurité structurelle du plancher de la salle de réunions de la Chambre, après la réalisation de travaux de réhabilitation, dans laquelle la sécurité du plancher n'avait pas été analysée. Pour valider la sécurité du plancher déjà réhabilité un essai de charge fut réalisé pour une surcharge d'utilisation égale à 3 kN/m^2 , voir Figure 5 et [9]. Le bâtiment se compose de r/c et de premier étage. La structure est formée par des murs résistants en maçonnerie, avec du plâtre dans les deux faces, et par des planchers supportés à travers des poutres en bois de chêne. La dimension des planchers en bois varie entre les 6 et 7 m de longueur. Les ouvertures dans les murs, soit extérieurs, soit intérieurs, ont une largeur qui varie entre 1.2 et 1.9 m. L'épaisseur des murs est approximativement 0,80 m dans le

r/c et 0,65 m au premier étage. La hauteur du premier étage est environ 5.0 m. La structure de la couverture est du type traditionnel en bois, formé par un ensemble de poutres en bois de chêne, soutenues par les murs de maçonnerie



Figure 4: Plancher en étude: (a) vue de l'extérieur du bâtiment; (b) détail des poutrages et de la réhabilitation; (c) aspect du plancher à la fin de l'opération de réhabilitation

Pour caractériser les éléments du plancher où s'est réalisé l'essai de charge, la vérification des dimensions des sections résistantes des poutrages en bois s'est procédé. La plante structurale du plancher se trouve dans la Figure 6a. Sa structure est constituée par : (a) poutres principales et poutres secondaires, parallèles au poutrage principal, existant seulement dans la zone la plus proche de la façade principal ; et (b) un ensemble de barres transversales au poutrage principal. Le plancher avait déjà souffert des interventions de réhabilitation par le constructeur. Sur les barres ont été placées des plaques d'aggloméré en bois pressé et une couche de forme en béton léger, voir Figure 6b. Les modifications effectuées dans les planchers ont augmenter trois fois leur poids propre.

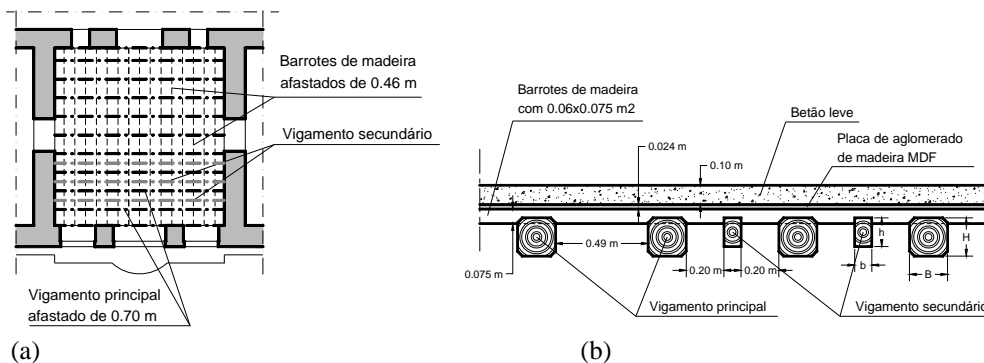


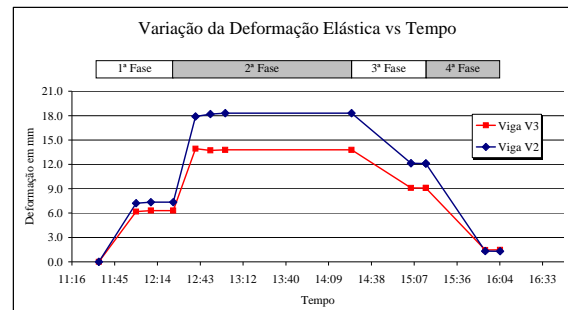
Figure 5: Plancher du 1er étage dans la zone où s'est réalisé l'essai de charge: (a) plante structurel; (b) section

Dans la zone d'élaboration de l'essai de charge fut effectué une inspection visuelle et de percussion sur l'état de conservation/détérioration des éléments résistants du plancher. Pendant l'inspection visuelle fut possible constater que, d'une forme générale, la poutre du plancher se trouve dans un bon état de conservation. En outre, dans toute la structure inspectée, ne fut trouvée quelconque anomalie structurelle digne de registre, soit dans les planchers en bois, soit dans les murs de maçonnerie.

Avant la réalisation de l'essai de charge, une analyse simplifiée de la structure a été exécutée, admettant seulement les éléments structurels principaux du plancher, en vue d'une estimative sur la sécurité et les déformations attendues. Après les calculs préliminaires, il s'est vérifié que la structure du plancher sans une contribution active des panneaux en MDF n'était pas sûre pour une surcharge d'utilisation égale à 3 kN/m^2 . De cette forme, il fut exigé le placement de dispositifs de sécurité qui empêchaient l'éventuelle chute du plancher pendant l'exécution de l'essai de charge, sauvegardant le contact de l'échafaudage avec le plancher pendant la réalisation de l'essai.

L'essai a été réalisé en conformité avec [10]. Pour la réalisation de la surcharge d'utilisation fut utilisé un réservoir d'eau, composé d'un ensemble de panneaux verticaux disposés de forme rectangulaire et l'ensemble couvert par une toile imperméable. Pour effectuer les registres des déformations ont été utilisés neuf comparateurs mécaniques, inclus dans un système commodément attachés à la structure résistante (poutrages principaux). L'essai de charge s'est divisé en quatre phases : 1^{ème} Phase - chargement jusqu'à 50% de la valeur maximale de la surcharge d'utilisation ; 2^{ème} Phase - chargement total dans le plancher ; 3^{ème} Phase - déchargement jusqu'à 50% de la valeur maximale de la surcharge d'utilisation ; et 4^{ème} Phase - déchargement total de la charge. Chaque phase de chargement et de déchargement a duré, en moyenne, 25 à 40 minutes, respectivement. La durée totale pour la réalisation de l'essai fut d'environ 3 heures. Associé à la réalisation de l'essai ont été entendus des sifflements dans le bois chaque fois que se produisait une

variation de charge. Dans tous les comparateurs ont été enregistrés des disloquements résiduels, spécialement ceux vérifiés dans les appuis des poutres, qui, en moyenne, ont correspondu à un abattement égal à 0,5 mm. Il est probable que ce phénomène se soit produit dû au réajustement des poutres dans les murs de maçonnerie, pendant les phases de chargement du plancher. Néanmoins, ces déplacements résiduels sont environ 10% des valeurs maximales atteintes, ce qui est acceptable pour ce type de structures. À l'égard des valeurs des déplacements au milieu des poutres les plus sollicités pendant l'essai (V2 et V3) et pour mieux étudier son comportement structurel, la composante de la déformation des appuis a été enlevée, s'obtenant, ainsi, les déplacements de flexion. Les valeurs élastiques de ces déplacements se trouvent illustrées dans la Figure 7.



(a)

Poutre	Déplacement maximum	Déformation résiduelle
V2	18.31 mm	7.15%
V3	13.93 mm	10.56%

(b)

Figure 6: Résultats de l'essai de charge pour les poutres les plus sollicitées pendant l'essai V2 et V3 : (a) graphique de la déformation élastique contre temps ; et (b) déplacements maximum et déformation résiduelle au milieu de la poutre

Le déplacement maximum s'est vérifié dans la poutre V2, avec une valeur égale à 18,3 mm. Selon [11], le déplacement maximum élastique instantané dû aux chargements variables, sans inclure la déformation du matériel et pour les combinaisons fréquentes, ne doit jamais dépasser la valeur de $1/300$ de l'ouverture maximum de la structure. De cette façon, le déplacement instantané maximum du plancher ne devra pas être supérieur à 21 mm, ce qui s'est vérifié avec l'essai de charge (18,3 mm) pour la totalité de la surcharge d'utilisation ($1.0 \times G_m + 1.0 \times Q_k$).

Cette étude a permis de conclure que l'utilisation du plancher analysé de la Chambre Municipale d'Arcs de Valdevez pour un chargement uniformément distribué de 3.0 kN/m² est viable. Il fut encore recommandé la protection de la structure contre des attaques biologiques et la ventilation de l'espace entre le plancher et le faux plafond. De cette forme, le résultat de la présente étude a été l'absence de quelconque intervention.

3.2. Église de Santo Cristo en Outeiro

L'Église de Santo Cristo en Outeiro (Bragança) a été construite en 1698-1738. La structure est réalisée essentiellement avec du schiste, malgré être visible des portions de maçonnerie de roche granitique dans la façade principale, voir [12] pour un rapport complet. La structure est de dimensions modérées (38 × 22 m² en plante, 13 m de hauteur du chœur et 22 m de hauteur pour les tours), voir Figure 8. La façade est une oeuvre de grande valeur architecturale dû à l'arc en ogive et au revêtement granitique, possédant une ouverture de grandes dimensions et une balustrade entre les deux tours. Latéralement, existent des chapelles croisées. L'intérieur de l'église possède une nef en croix latine avec des voûtes croisées, divisée en trois parties par deux arcs diaphragme. Les arcs sont supportés par les murs latéraux et par les arcs transversaux des chapelles, qui fonctionnent comme des butées.

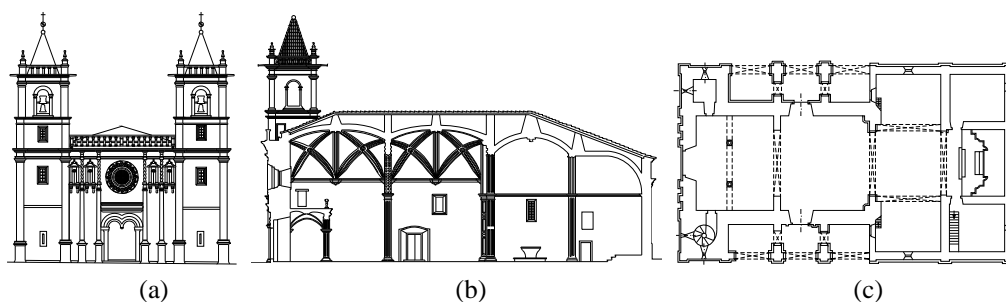


Figure 7: Géométrie de l'église, (a) vue de front, (b) coupe longitudinale et (c) plante

L'église possède des dommages significatifs dans la façade centrale (arc géminé, ouverture et balustrade), avec des déplacements verticaux et horizontaux dans la direction normale au plan de la façade, associés aux fentes visibles. Le chœur possède des déplacements significatifs, avec une inclinaison des piliers d'environ 3% et des fentes prononcées dans les arcs et des nervures appartenant aux voûtes, comme il peut être observé dans la Figure 9.

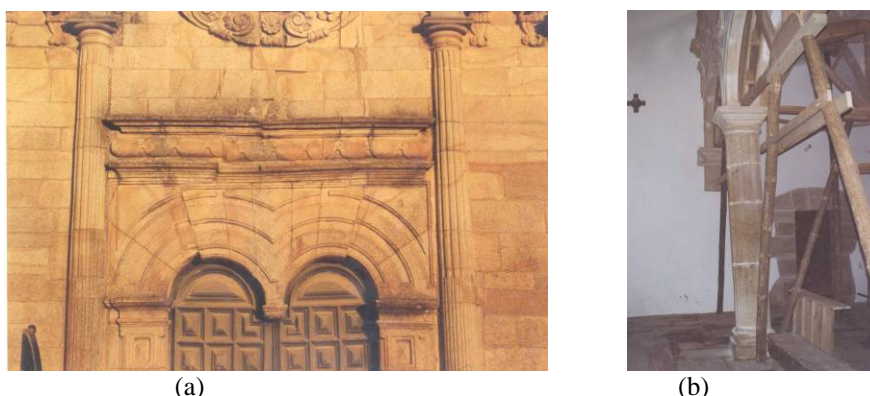


Figure 8: Aspects du (a) déclin au niveau de l'arc géminé et (b) le manque de verticalité des colonnes qui supportent les arcs du chœur

Les travaux suivants furent effectués pour aider au diagnostic : (a) analyse historique du bâtiment, (b) sismologie historique du lieu, (c) sondage géotechnique, puits et essais de plaque, (d) vectorisation de la façade principale par photogrammétrie monoscopique, (e) relevé géométrique simplifiée du chœur et façade, (f) relevé photographique et graphique des pathologies trouvées et (g) inspection boroscopique de la façade principale. Pour justifier les dommages présentés par l'immeuble, différentes simulations numériques ont été réalisées. Avec un modelage de la façade/choeur et l'interaction sol-structure, il fut démontré que les actions verticales ne seraient pas responsables par les dommages que l'immeuble présente. En faisant appel aux modèles tridimensionnels illustrés dans la Figure 10 ça a été possible de justifier que les dommages exhibés ont origine sismique. Face à la typologie très localisée des dommages dans la structure, l'intervention a eu pour objet lier le chœur aux murs de contour et solidariser le revêtement granitique de la façade à travers d'une structure métallique, voir Figure 11.

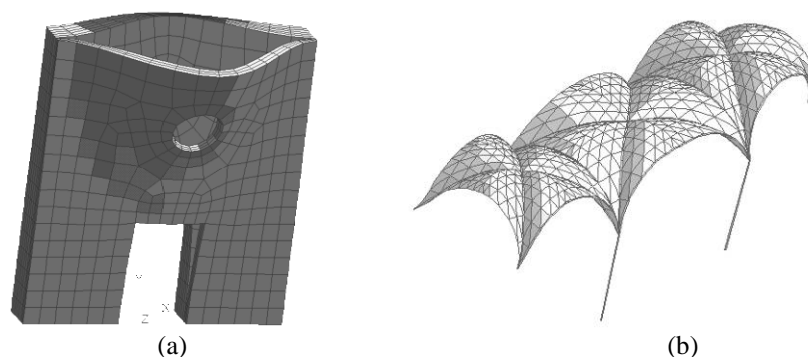


Figure 9: Aspects de la simulation numérique : (a) façade ; (b) chœur

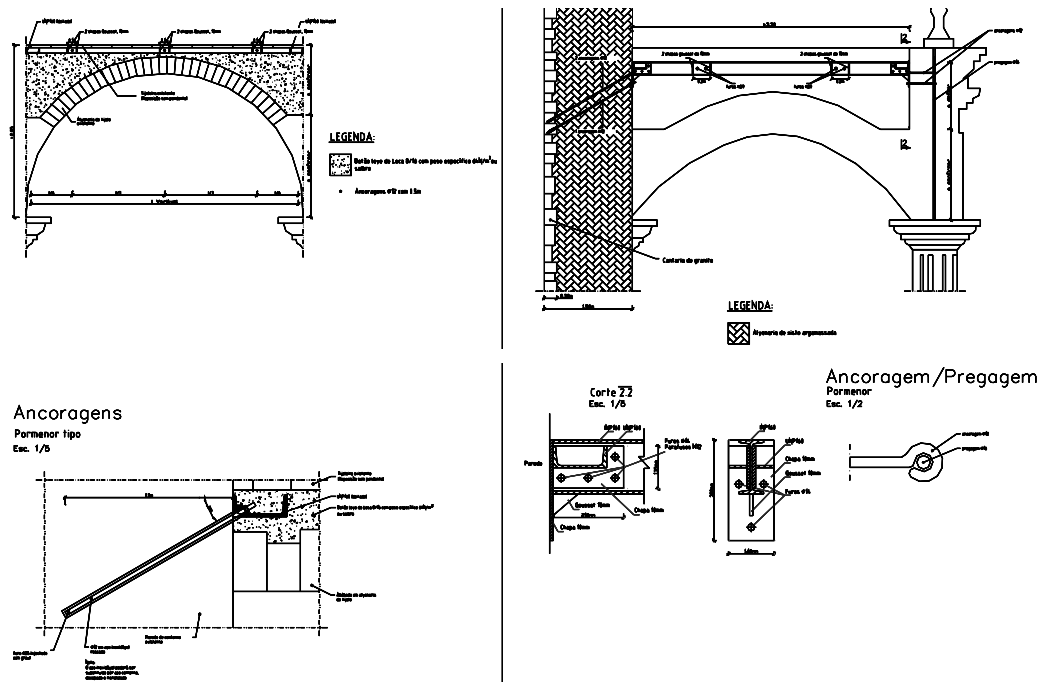


Figure 10: Détails du projet d'intervention



Figure 11: Aspects de l'intervention

3.3. Pont de Donim

Le pont de Donim se localise dans le voisinage de Guimarães sur le fleuve Ave, ayant été probablement construit dans le siècle XV ou XVI. Dans le passé, le pont était important dans l'infrastructure de transports de la région du Minho mais, actuellement, l'utilisation est secondaire et pour le trafic local simplement. Le pavé du pont possède un tracé clair, supporté par trois arcs semi-circulaires de maçonnerie de pierre, avec différentes ouvertures (6,6 m + 11,8 m + 9,4 m), tel que c'est indiqué de forme schématique dans la Figure 13. Le pont a une longueur totale de 62.0 m et une largeur de 3.4 m. L'arc central possède le plus grande ouverture, étant supporté par deux piliers massifs. Dans la marge droite, c'est possible de trouver un petit arc, avec une ouverture de 2.7 m, qui constitue un 4^{ème} arc.

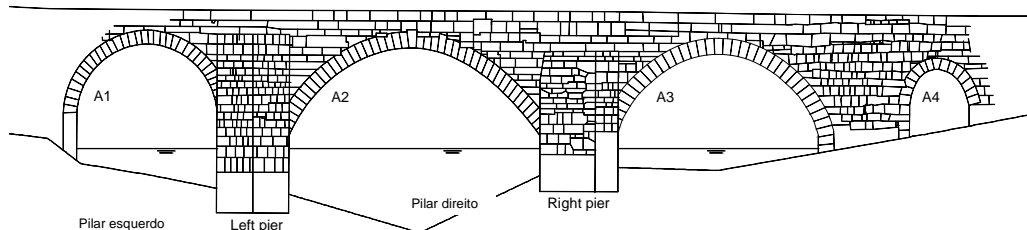


Figure 12: Vue du Pont de Donim

Les tympans et les gardes sont en maçonnerie de roche mais les travaux de manutention au long du temps ont modifié les caractéristiques originales, se vérifiant la présence de blocs de béton et un plancher en cubes de granit. La structure présente des conditions de sécurité inadéquates. L'inspection réalisée a permis d'identifier des fentes longitudinales prononcées dans l'intrados des 1^{er} et 4^{ème} arcs, voir Figure 14. Le pilier droit se trouve significativement endommagé, avec des blocs de roche fendus et il manque une roche de la fondation. La végétation se trouve présente de façon générale dans tout le pont, ayant conduit à des dommages prononcés dans le pilier droit. Les tympans ne se trouvent pas alignées, avec ouverture pour l'extérieur. De cette forme, les fentes semble résulter de l'absence de manutention et des actions grandissantes de trafic auxquels le pont a été sujet, voir [13].

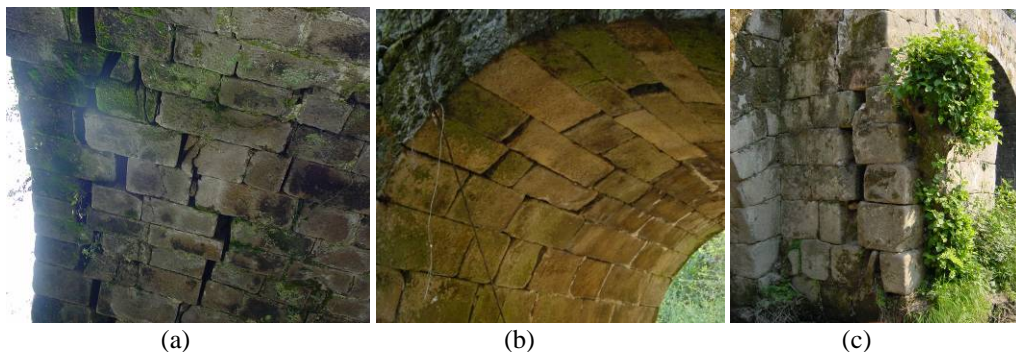


Figure 13: Anomalies plus significatives : (a) fentes dans l'arc gauche ; (b) fentes dans petit l'arc; (c) fentes dans le pilier droit

Une analyse numérique a été réalisée du pont pour évaluer ses conditions de sécurité et pour comprendre clairement le fonctionnement du pont. Le modèle tridimensionnel adopté a démontré l'importance du matériel de remplissage du pont dans son comportement et a justifié les fentes longitudinales observées. L'inspection visuelle et l'analyse numérique ont vérifié la nécessité de renforcer le pont, notamment en empêchant le mouvement d'ouverture des tympans.

Pour réduire les fentes longitudinales du 1^{er} arc (largeur de la fente supérieur à 8 cm) et replacer cet arc dans la position originale, le remplissage sur l'arc sera enlevé et la maçonnerie sera placé dans la position originale. Le renforcement adopté inclut six profils U en acier inoxydable fixés dans l'extrados de l'arc et dans les tympans, voir Figure 15. Une barre d'acier inoxydable, légèrement contrainte avec une clé dynamométrique, complète le système, réduisant de forme très significative la moment fléchissant du profil U métallique. Près du verrou de l'arc il n'est pas possible d'effectuer la liaison du système de profils métalliques aux tympans, dû au petit espace existant.

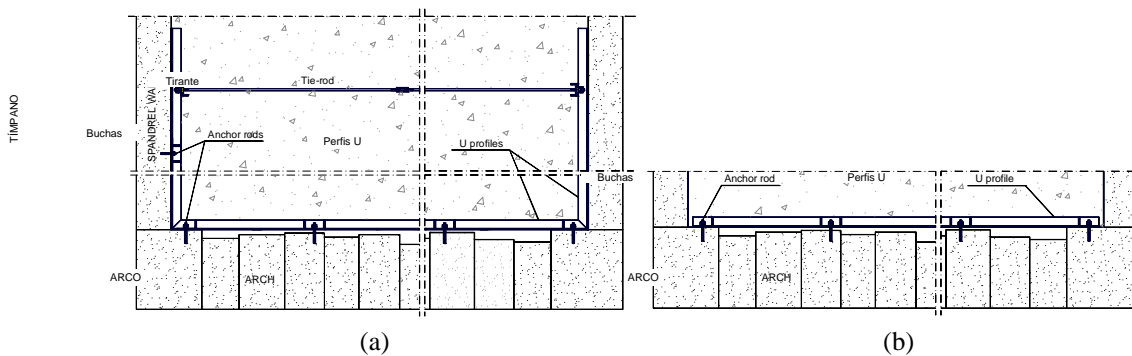


Figure 14: Renforcement de l'arc A1 avec des profils en acier inoxydable AISI 316 : (a) situation générale ; (b) situation dans le verrou de l'arc

Le dommage dans l'arc plein est plus modéré avec une fente de largeur maximale égale à 4 cm et il fut décidé de maintenir la géométrie actuelle avec le renforcement approprié. Comme renforcement ont été adoptés six ancrs transversales à travers tout le développement de la plateforme du pont, voir Figure 16. Les ancrs seront réalisées avec une plaque imbibée et le remplacement d'un bouchon obtenu avec un échantillon de dimension supérieure. Les barres possèdent une manche flexible pour permettre de contrôler l'injection et promouvoir la connexion entre les briques et la maçonnerie de pierre. Les ancrs radiaux permettent lier l'arc avec les tympans.

Le pilier droit sera réparé en faisant appel au démontage et au remontage grâce à des crampons d'acier inoxydable. L'élément qui manque dans la fondation sera remplacé.

Finalement, de manière à empêcher le lavage des fins du remplissage, se procédera à l'imperméabilisation et à la vidange appropriée de la plateforme, ainsi qu'aux tâches de conservation générales y compris enlèvement de la végétation, réintégration locale de la maçonnerie endommagée ou avec des lacunes, placement de passages pour piétons et illumination, entre autres tâches [14].

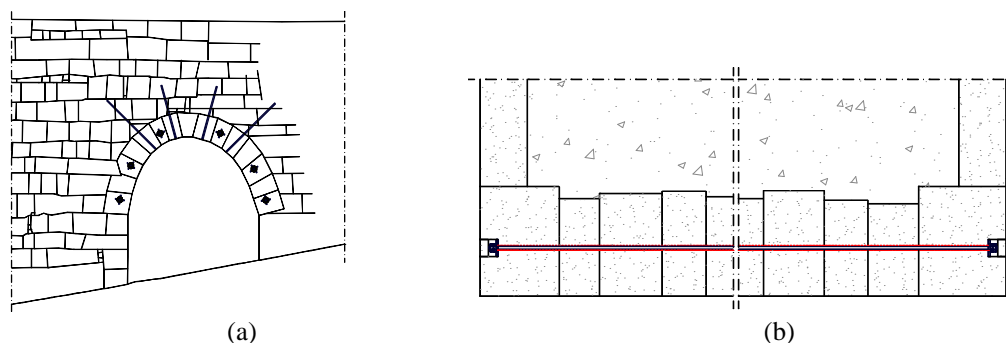


Figure 15: Renfort de l'arc: (a) ancrs radiaux; (b) ancrages transversaux

4. CONCLUSIONS

Dans cet article ont été présentés des considérations générales sur l'ingénierie pour le renforcement de structures anciennes, et une brève révision des aspects relatifs aux recommandations récemment produites par l'ICOMOS. Par ailleurs, plusieurs cas d'étude se présentent avec de différents niveaux d'intervention, y compris les limites d'absence totale d'intervention et une intervention généralisée, passant encore par une intervention localisée seulement dans les éléments structurels nécessaires.

5. REFERENCES

- [1] ICOMOS – *Recomendações para a análise, conservação e restauro estrutural do património arquitectónico*. International Council on Monuments and Sites, 2004. Disponível em www.civil.uminho.pt/masonry.
- [2] Croci, G. – *The conservation and structural restoration of architectural heritage*. Computational Mechanics Publications, 1998.
- [3] Giuffrè, A. – *Safety and conservation of historical centers* (in Italian). Editori Laterza, 1993.
- [4] Meli, R. – *Structural engineering of historical buildings* (in Spanish). Fundación ICA, 1998.
- [5] ISO – *Basis for design of structure – Assessment of existing structures*. ISO 13822, 2003.

- [6] CEN – *Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance. Part 3: Strengthening and repair of buildings*. prEN 1998-3:2004, 2004.
- [7] BSSC – *Prestandard and commentary for seismic rehabilitation of buildings*. FEMA 356, 2000.
- [8] Lourenço, P.B. – “Computations of historical masonry constructions”, *Progress in Structural Engineering and Materials*, 2002; 4(3), pp. 301-319.
- [9] Ramos, L.F.; Lourenço, P.B. – *Verificação da Estabilidade de um Pavimento da Câmara Municipal de Arcos de Valdevez*. Relatório 03-DEC/E-1, Universidade do Minho, 2003, 19p.
- [10] MOPU – *Pruebas de Carga en Puentes de Carreta*, 1998.
- [11] CEN – *Eurocódigo 5 - Projecto de estruturas de madeira*, ENV 1995-1-1, 1998.
- [12] Lourenço, P.B.; Oliveira, D.V.; Mourão, S.C. – *Estudo sobre a estabilidade da Igreja de Santo Cristo em Outeiro*. Relatório 99-DEC/E-2, Universidade do Minho, 1999.
- [13] Lourenço, P.B.; Martins, J.B.; Ramos, L.F. – *Estabilidade estrutural e projecto reforço da ponte de Donim. Parte I: Estabilidade Estrutural*. Relatório LEC 27/2001, Universidade do Minho, Guimarães, 2002.
- [14] Oliveira, D.V.; Lourenço, P.B. – *Estabilidade estrutural e projecto reforço da ponte de Donim. Parte I: Projecto de reforço*, Relatório 04-DEC/E-15, Universidade do Minho, Guimarães, 2004.